赤色頁岩のせん断強度の ばらつきに関する一考察*

大久保 誠介¹ 湯 柴 公 博² 許 福 井 勝 則³
羽 柴 公 博⁴ 福 井 勝 則⁵

Variation in the Shear Strength of Red Shale

by Seisuke OKUBO^a, Yang TANG^a, Jiang XU^a, Kimihiro HASHIBA^{b*} and Katsunori FUKUI^b

a. College of Resources and Environmental Science, Chongqing University, Chongqing, 400044, China
b. Department of Systems Innovation, The University of Tokyo, 7-3-1, Hongo, Bunkyo-ku, Tokyo, 113-8656, Japan (*Corresponding author, E-mail: hashiba@sys.t.u-tokyo.ac.jp)

Variation of rock strength has an important role in designing the various rock structures. Though strength in uniaxial stress state such as uniaxial compressive strength has been well investigated up to now, the strength in complicated stress state such as triaxial compressive or shear strength has been studied only to very limited extent because of its difficulty in experimental works. For example, variation of shear strength should be studied under various normal stresses and then many specimens are necessary. In this study, direct shear tests of red shale were conducted under the normal stress from 1 to 6 MPa. A special care was taken to make as many specimens as possible from the limited sample rock, and total number of 397 specimens were tested. It was found that the variation of $\Delta\tau$, which is the difference between the shear strengths measured in testing and calculated with the regression line, did not depend on normal stress. The obtained failure criterion and variation of strength for the red shale were discussed comparing the envelope of rock stress which was reported previously and the results of other rocks in various testing conditions.

KEY WORDS: Rock, Shear Strength, Cohesion, Internal Friction, Failure Criterion

1. は じ め に

岩石の強度が著しくばらつくことは、よく知られている¹⁾。岩石の強度のばらつきを把握することは、岩盤構造物の設計の立場から極めて重要である²⁾。しかし、一軸圧縮強度や圧裂引張強度については、従来から多くの研究がなされてきているが³⁻⁷⁾、周圧下での圧縮強度⁸⁾やせん断強度については、これまでの知見は十分ではない。周圧下では周圧の影響を考慮しなければならぬし、せん断強度では垂直応力の影響を考慮せねばならず⁹⁾、よって2次元の確率分布関数を考えざるを得ないために、実験的にも解析的にも困難があるためといえよう。

著者らは岩石の圧縮強度(一軸,三軸)と引張強度(一軸,圧裂)のばらつきについて検討した¹⁰⁾。その際に、周圧下での圧縮強度についても検討したが、はっきりした確率分布を得るには、可能な限り多くの試験をすることが必要なことを示した。一方、鉦山の開発予定地などで採取される岩石ブロックやボーリングコアについては、実験室実験で用いる試験片を精度よく、かつ表面に

欠けのないように製作することは難しい場合が多い。しかしながら、そのような場合にこそ、岩石の物性値やばらつきの把握が重要となる。

本研究では、Shin et al.¹⁰⁾で検討しなかったせん断強度のばらつきを、一面せん断試験により検討することにした。より多くの試験を実施するために、円柱形の岩石コアを実験室で抜いた後に、岩石コアよりも少し大きめの型枠中に入れてから、型枠にモルタルを流し込んで全体をかためることにした。こうすることによって、多くの試験を実施することが可能となった。また、試験片の作成にこのような工夫をすることによって、あらかじめ圧裂引張試験によって亀裂をいれた試験片を試験することも可能となった。また、気乾状態の試験の他に湿潤状態の一面せん断試験もおこなったので検討する。

2. 試料岩石と試験方法

試料岩石はニジェール産白亜紀赤色頁岩である。資源開発を業務の一環とする企業より、赤色頁岩のボーリングコアの提供を受ける機会があった。ボーリングコアはかなりの量で、採取現場の力学特性は比較的均一であるとの説明を受けたので、この岩石で試験を行うことにした。一面せん断試験に先立って一軸圧縮試験と圧裂引張試験を実施した。その結果をTable 1に示す。ここで、50%接線ヤング率とポアソン比とは、一軸圧縮試験片に歪ゲージを貼り付けて測定したものである。

せん断試験に使用する試験片の作成について以下で説明する。

*2014年5月19日受付 2014年7月14日受理

1. 正会員 工博 重慶大学 教授 資源及環境科学学院

2. 重慶大学 資源及環境科学学院

3. PhD 重慶大学 教授 資源及環境科学学院

4. 正会員 工博 東京大学 講師 工学系研究科システム創成学専攻

5. 正会員 工博 東京大学 教授 工学系研究科システム創成学専攻

[著者連絡先] FAX: 03-3818-7492 (東大・システム創成)

E-mail: hashiba@sys.t.u-tokyo.ac.jp

キーワード: 岩石, せん断強度, 粘着力, 内部摩擦角, 破壊条件

Table 1 Summary of uniaxial compression and indirect tension tests.

Test	Specimen diameter (mm)	Specimen length (mm)	Number of specimen	Strength Ave (MPa) CV	E Ave (GPa) CV	ν Ave CV
Uniaxial compression	30	60	8	47.9 0.18	10.1 0.30	0.14 0.18
Indirect tension	30	15	11	4.6 0.27		

E : tangential Young's modulus at the stress level of 50%. ν : Poisson's ratio.

Ave: average value. CV: coefficient of variation

Fig. 1 Specimen split by indirect tension test.

Fig. 2 Shear stress-displacement curve for split sample at normal stress = 2 MPa.

現場から採取した試料岩石は比較的もろく、試験片を整形することがむずかしかったので、ボーリングした直径 30 mm のコアを内径 50mm の型枠の中心において、周りにモルタルを注ぎ込んで固めた。モルタルには細骨材を混ぜ、水セメント比 0.5 として、打ち込んだ後に実験室で湿布養生した。養生後の一軸圧縮強度は 30 MPa 以上であった。モルタルが固まった後に、型枠を取り外して、長さ 50mm 強にダイヤモンド鋸で切断して円柱形試験片を作成した。こうしてできた試験片は、平均値で直径 50mm × 長さ 52 mm であった。さらにモルタルの影響を取り除くために、Fig. 1 に示すように、試験片の両側に金鋸で幅 1mm 強の切れ目を入れた。すべての試験片の切れ目の寸法を測定して有効せん断面積を計算した。有効せん断面積の平均値は、幅 25mm × 長さ 52mm であった。

亀裂の入った試験片を作成するために、ボーリングして得たコアを圧裂引張試験で 2 分割し、これを他の試験片と同様に、型枠中でモルタルで固めて試験に使用した。試験の直前までゴムバンドで固定して、亀裂面の移動がないようにした。

試験は気乾状態と湿潤状態とでおこなった。気乾状態は、試験片の作成が終了したのちに、温度 $20 \pm 5^\circ\text{C}$ 、湿度 $65 \pm 15\%$ に保った部屋で 1 週間以上放置してから試験に使用した。また、湿潤状態では、1 週間以上水中に試験片を浸けた後に試験に供した。

一面せん断試験では、油圧ラムで試験片に垂直荷重を加えながら、せん断変位をねじ式のジャッキで与えた。垂直方向とせん断方向との荷重は、歪ゲージ式のロードセルで測定した。せん断変位は、歪ゲージ式の変位計で測定した。亀裂をいれていない試験片のせん断荷重-変位曲線は、はじめは緩やかに立ち上がり、変位 0.5 mm 前後でピーク荷重をとった。その後は急激に荷重が低下したが、変位が 1 mm 以上になると荷重の低下は緩やかになった。試験で得たせん断荷重-変位曲線から、ピーク荷重の他に変位が 1.0, 1.5, 2.0 mm おける荷重を測定した。この 3 地点での荷重の平均値を、有効せん断面積で割った値を、以下では残留強度

と称する。なお、圧裂引張試験であらかじめ亀裂をいれたすべての試験片では、Fig. 2 に示すようにピーク荷重があらわれなかったもので、この場合には残留強度のみを示した。

3. 試験結果

3・1 ピーク強度と残留強度

Fig. 3 (a) に、気乾状態のせん断強度（以下ではピーク強度と称する） τ と垂直応力 σ との関係を示す。一般論でいえば、本論文の目的は τ と σ を考慮した二次元分布関数 $f(\tau, \sigma)$ を求めることに帰着するが、若干の試行錯誤と物理的な考察に基づいて、次に記すような、ごく簡単な手法で試験結果を整理してみることにした。

Fig. 3 (a) の実線は最小二乗法で求めた回帰直線で、次式で表すことができる。

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (1)$$

この場合には、(1) 式の内部摩擦係数 μ は 0.99 となり、内部摩擦角に換算すれば 45° となる。また、粘着力 c は 4.31 MPa となった。図からわかるように、データは相当にばらつき τ と σ の相関係数は 0.53 となった。Fig. 3 (b) には、気乾状態の残留強度と垂直応力との関係を示すが、最小二乗法で近似した μ は 0.93 と若干小さくなる。 c は 1.36 MPa で、ピーク強度の 1/3 弱となった。相関係数は 0.81 と、かなり向上した。なお前章で述べたように、この相関係数は 3 地点での残留強度の平均値に対する値である。変位が 1.0, 1.5, 2.0 mm における残留強度から同様に相関係数を求めたところ、それぞれ 0.75, 0.81, 0.84 と変位が増大することによって、相関係数が増大する傾向がみられた。

その他の条件での結果を Table 2 (a) と Fig. 4 とに示す。湿潤状態のピーク強度 (Wet Peak) では、気乾状態のピーク強度 (Dry Peak) と比較して、 μ と c が若干低下した。また、この場合の相関係数は 0.65 であり、やはり相当にデータはばらつくが、気乾状態のピーク強度と比較すれば、若干ではあるが相関が向上し

Fig.3 Increase of peak and residual strengths in direct shear tests for air-dried specimens.

Table 2 Parameter for the regression line and standard deviation SD of $\Delta\tau$.

(a) Straight regression line (Eq.1) for red shale. μ and c are the coefficient of internal friction and cohesion, respectively.

	Number of specimens	μ	c (MPa)	Correlation coefficient	SD of $\Delta\tau$ (MPa)
Dry Peak	290	0.99	4.34	0.54	2.11
Dry Resi		0.93	1.36	0.81	0.92
Wet Peak	80	0.85	3.65	0.65	1.31
Wet Resi		0.66	0.76	0.81	0.62
Dry Split	27	0.66	0.47	0.92	0.46

(b) Parabolic regression line (Eq.4) for red shale. a and b are the constants in Eq. 4.

	Number of specimens	a	b	Correlation coefficient	SD of $\Delta\tau$ (MPa)
Dry Peak	290	4.76	0.38	0.55	2.12
Dry Resi		1.94	0.69	0.80	0.91
Wet Peak	80	4.13	0.38	0.67	1.31
Wet Resi		1.20	0.74	0.83	0.62
Dry Split	27	0.93	0.87	0.93	0.46

(c) Straight regression line (Eq.1) for Sanjome andesite in dry conditions. μ and c are the coefficient of internal friction and cohesion, respectively.

	Number of specimens	μ	c (MPa)	Correlation coefficient	SD of $\Delta\tau$ (MPa)
0.05Peak	16	1.02	17.28	0.99	1.36
0.5Peak	16	1.03	19.02	0.98	1.77
5Peak	16	1.02	19.98	0.98	1.94
All Peak	48	1.03	18.74	0.98	2.07
0.05Resi	16	0.89	2.65	0.98	1.48
0.5Resi	16	0.92	1.47	0.99	1.21
5Resi	16	0.93	1.58	0.98	1.75
All Resi	48	0.91	1.90	0.98	1.50

た。湿潤状態の残留強度 (Wet Resi) では、 μ が 0.66 と気乾状態 (Dry Resi) と比較して大幅に低下した。 c も 0.76 MPa となり、湿潤状態のピーク強度の場合と比較して 1/5 近くまで低下した。相関係数は 0.81 であり、これは気乾状態の残留強度の場合と同じ

Fig.4 Regression lines on shear strength and normal stress diagram.

値となった。圧裂引張試験で作った亀裂面に沿って滑らせた場合 (Dry Split) には、前述のように荷重のピーク値はあらわれなかったため、残留強度のデータのみ整理をした。この場合の μ は 0.66 であり、湿潤状態の残留強度の場合と同じ値となった。ただし、 c は 0.47MPa となり、湿潤状態の残留強度の場合と比較して、さらに小さくなった。残留強度と垂直応力との相関係数は 0.92 とかなり高い値となった。

3・2 ピーク強度および残留強度の残差

ピーク強度や残留強度と垂直応力とのデータを得て、両者の関係を調べることは、これまでにもおこなわれてきた。特に両者に (1) 式をあてはめて、3・1 節でおこなったように、内部摩擦係数、粘着力をもとめ、さらに相関係数をもとめることは、しばしばおこなわれてきた^{9, 10)}。しかしながら、このような最小二乗法あるいは別の手法による近似直線 (場合によっては近似曲線) へのあてはめ計算は、データのばらつきやデータの分布関数を明らかにするものではない。データのばらつき方について検討するには、何らかの形で、測定した各データと回帰直線との差を求めて、その差について議論をする必要がある。

本論文では、次式から計算したピーク強度および残留強度の残差 $\Delta\tau$ について検討することにした。

$$\Delta\tau = \tau - \tau_m = \tau - (c + \mu\sigma) \quad \dots\dots\dots (2)$$

τ はピーク強度あるいは残留強度の測定値である。最小二乗法により求めた回帰直線の式に、 σ の測定値を代入して求めた値を

Fig. 5 $\Delta\tau$ for peak strength of wet specimens. Fig. 6 Normal probability plot of $\Delta\tau$ for split specimens.

(a) Red shale

(b) Sanjome andesite

Fig. 7 Relation between the coefficient of variation for shear strength and normal stress.

τ_m とした。なお、計算で使用した回帰直線の c と μ は Table 2 (a) に示した通りである。

Fig. 5 に、湿潤状態のピーク強度の場合を示す。図よりわかるように、垂直応力の変化とともに残差が増加したり減少したりする傾向は見られなかった。念のため、垂直応力が 1 ~ 2 MPa (データ数 22), 2 ~ 3 MPa (同 18), 3 ~ 4 MPa (同 20), 4 ~ 5 MPa (同 17) の 4 つの範囲にわけて、それぞれの範囲における $\Delta\tau$ の標準偏差を求めたところ、1.3, 0.96, 1.7, 1.2 MPa となり一定の傾向は見られなかった。他の条件でもほぼ同様の結果が得られ、これからわかるように、今回行った試験の範囲内では、垂直応力 σ によらず残差 $\Delta\tau$ のばらつきはほぼ一定といえる。

残差のばらつきは垂直応力と無関係であることがわかったので、この残差のばらつきに正規分布を当てはめてみた。Fig. 6 に、気乾状態で亀裂の入った試験片の結果を正規確率紙にプロットした例を示す。データ点はほぼ直線になり、残差は正規分布にほぼ従うことがわかる。同様に各条件下での残差を正規確率紙にプロットしたところ、いずれの条件でもほぼ直線になった。Table 2 (a) に各条件下での残差の標準偏差をまとめた。

以上の結果より、任意の垂直応力のもとでのせん断強度のばらつきを推定することができる。 μ を試験片によらない一定値とみなすと、垂直応力が σ での強度の変動係数は、残差の標準偏差を τ_m で割ることによって求められる。このようにして求めた強度の変動係数と垂直応力の関係を Fig. 7 (a) に示した。気乾状態、湿潤状態、亀裂ありの場合の残留強度の標準偏差は、気乾状態や湿潤

状態でのピーク強度の標準偏差に比べて小さかったが、 c も小さかったので、 $\sigma = 0$ MPa での強度すなわち粘着力の変動係数は逆に大きくなった。垂直応力が大きくなるに従って変動係数は低下し、残留強度の変動係数を表す破線と鎖線は似た傾向を示した。垂直応力が大きくなるに従って、ピーク強度の変動係数も低下したが、残留強度に比べると低下の程度は緩やかであった。

せん断試験でのピーク強度の結果から、(1) 式により、一軸圧縮強度は $2c\{(1+\mu^2)^{0.5}+\mu\}$ と推定される。 c と μ として気乾状態での値を用いると、一軸圧縮強度は 20.7 MPa となった。Table 1 に示した一軸圧縮試験での強度に比べてかなり小さいが、これは、一軸圧縮試験とは違い、せん断試験には整形が困難な試験片も用いたためと考えられる。なお、 μ を一定とみなすと、せん断試験結果から推定した一軸圧縮強度 ($2c\{(1+\mu^2)^{0.5}+\mu\}$) の変動係数は粘着力の変動係数と計算上は一致する。

4. 考 察

4・1 あてはめ曲線

議論をわかりやすくするために、得られた試験結果のあてはめ曲線として (1) 式の場合についてのみ説明してきた。実際には、指数関数、対数関数、双曲線関数などいろいろな曲線について検討したが、その内で次式の場合について結果を述べておく。

$$\tau = a\sigma^b \quad \dots\dots\dots (3)$$

最小二乗法で求めた回帰曲線の a と b の値を Table 2 (b) に示した。

Fig.8 Regression line of residual strength for air-dried samples. Shear strength for fractured rock was calculated with Eq. 5. Curves for long-term strength were calculated with Eq. 6 and Eq. 7.

いずれの場合にも、試験結果は $\tau-\sigma$ 線図上でわずかに上に凸となっているので、 b の値は1以下となった。気乾状態と湿潤状態におけるピーク強度の b の値が、他と比較して小さかったのは、縦軸の切片が実際はある程度の大きさを持つからと思われる。一方、縦軸の切片がもっとも小さいとおもわれる亀裂をあらかじめ入れた試験片では、 b の値が0.87と表中で最大となった。相関係数も同じ表に示したが、いずれもTable 2 (a)に示した回帰直線の場合とほぼ同じとなった。なお、ここでは便宜上、決定係数の平方根を相関係数とした。

(3) 式を用いた場合の残差は次式であらわされる。

$$\Delta\tau = \tau - \tau_m = \tau - a\sigma^b \quad (4)$$

この場合にも、残差のばらつきは垂直応力と無関係であった。回帰直線の場合と同じように、残差の標準偏差をTable 2 (b)に示したが、Table 2 (a)に示した回帰直線の場合とほぼ同じ値となった。

Barton^{11, 12)}がまとめた式のうちで、亀裂を有する岩石 (fractured rock) に対する試験結果のあてはめ曲線は次式となる。

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (5)$$

$$\text{ただし、} \phi [\text{deg}] = 20 \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma} \right) + 30$$

ここで、 σ_c は一軸圧縮強度、 σ は垂直応力である。

(5) 式中の σ_c として、今回の気乾状態の赤色頁岩の一軸圧縮強度である47.9 MPaを代入して計算した結果をFig. 8に示す。なお、(5) 式は σ がある程度以上に大きくなると、 ϕ が負となり意味を持たない。同じ図には、気乾状態の残留強度からもとめた回帰直線もプロットしておいたが、垂直応力が2 MPa以上では、(5) 式と回帰直線とはよく一致する。今回のせん断試験の結果は、亀裂を有する岩石の標準的な値と、少なくとも大きくはかけ離れていないと考える。

4・2 地圧の最大値との関係

大久保¹³⁾は、測定された地圧の最大主応力と最小主応力を用いて、Mohrの応力円を描いた。その結果、 $\tau-\sigma$ 線図上に次式に基づく直線を描くと、多くの応力円がその直線の下にくることを指摘した。

$$\tau = 0.75\sigma \quad (6)$$

また最近になって、新たな地圧測定結果を加えて検討して、次式に修正した¹⁴⁾。

$$\tau = 2\sigma^{0.7} \quad (7)$$

(6) 式と(7) 式をFig. 8に描いた。図に示した範囲内では、(7) 式の方が大きな値となるが、横軸が26 MPa付近で両式は交わり、それ以降は(6) 式の方が大きな値となる。これは、大久保¹⁴⁾で新たなデータを追加したところ、最大と最小の主応力の平均値が概ね20 MPaよりも小さい範囲内で、(6) 式より大きな地圧の測定データが見つかったためである。また、最大と最小の主応力の平均値が概ね40 MPaよりも大きな範囲では、(6) 式より小さな値をとる(7) 式でよいことを確認したためである。大久保^{13, 14)}は、この整理結果の解釈の一つとして、測定された地圧は少なくとも工学的な時間尺度では安定であり変化しない状況にあり、この状態では岩盤 (岩石) の破壊は進まないと考えて、(7) 式を長期強度と称した。

最近提案した(7) 式について考察してみる。この式から描かれる曲線は、偶然かもしれないが、Fig. 8に示すように、垂直応力が6 MPaまでの範囲内で、本研究の気乾状態の残留強度の回帰直線、Barton¹¹⁾が提案した(5) 式とよく一致する。そこで考えられる仮説が、“岩盤には亀裂を含む弱部が多数あり、その部分の強度以上の地圧は生じない。弱部の強度は(7) 式とあまり変わらない。”である。この仮説の是非については今後検討していきたい。

4・3 他の岩石の結果との比較

Fukui et al.⁹⁾は、三城目安山岩を使用して一面せん断試験をおこなった。試験片は気乾状態で、直径と長さはともに50 mmである。0.05, 0.5, 5 $\mu\text{m/s}$ の3通りの変位速度で試験をおこない、強度の載荷速度依存性を検討している。また、垂直応力は、10, 20, 30, 40 MPaの4通りとした。なお、同一条件での試験数は4である。ピーク強度の他に、変位が2 mmのところで測定した残留強度も測定している。このデータに(1) 式を当てはめて計算した結果をTable 2 (c)に示す。0.05 Peakとしてあるのは、変位速度が0.05 $\mu\text{m/s}$ の時のピーク強度である。0.05 Resiとしてあるのは、残留強度の場合である。また、All PeakとAll Resiは、それぞれの変位速度および鉛直応力の場合を含めたすべてのピーク強度と残留強度を用いて計算した場合であり、データ数はともに $4 \times 3 \times 4 = 48$ である。ただし、変位速度が変わるとピーク強度も変わるので、次式⁹⁾を用いて0.5 $\mu\text{m/s}$ での値 $\tau_{0.5}$ に換算した後に c と μ を求めた。

$$\tau_{0.5} = \tau_R \left(\frac{0.5}{R} \right)^{\frac{1}{n+1}} \quad (8)$$

ここで、 τ_R は変位速度 R ($\mu\text{m/s}$)での強度であり、 n は試験で求められた値38を用いた。残留強度には載荷速度依存性が認められなかったので補正は行わなかった。

表よりわかるように、変位速度が変わっても、ばらつき方には大きな変化は認められなかった。All PeakとAll Resiについてみていく。ピーク強度に関しては μ が1.03であり、赤色頁岩 (気乾状態のピーク強度) の場合とほとんど変わらない。 c に関しては18.74 MPaであり赤色頁岩の4倍以上となった。相関係数は0.98と非常に高かった。これまでと同様に残差を求めたところ、残差は垂直応力と無関係であり、正規分布にほぼ従うことがわかった。残差の標準偏差を表に示したが、ピーク強度での値は赤色頁岩の気乾状態でのピーク強度での値と同程度であった。残留強度での値は赤色頁岩の気乾状態での残留強度での値の約1.5倍であった。

赤色頁岩と同様に残差の標準偏差を $c + \mu\sigma$ で割って、垂直応力が σ での強度の変動係数を求めてFig. 7 (b)に示した。グラフの傾向は赤色頁岩と似ており、垂直応力の増加とともにピーク強度

と残留強度とも変動係数は低下したが、ピーク強度の低下の方が緩やかであった。定量的に見ると、残留強度の変動係数は赤色頁岩と三城目安山岩とで大差はなかったが、ピーク強度の変動係数は三城目安山岩の方が小さかった。

Shin et al.¹⁰⁾では、安山岩、凝灰岩、砂岩、泥岩の一軸圧縮試験、圧裂引張試験、一軸引張試験およびクリープ試験の結果を整理して、気乾状態と湿潤状態での強度分布を検討している。その結果によれば、強度の変動係数は気乾と湿潤状態とでほとんど変わらなかったという。今回の赤色頁岩のピーク強度に関しては、湿潤状態での粘着力の変動係数は、気乾状態での値の約70%となった。Shin et al.¹⁰⁾では強度そのものを対象とした値であるのに対して、今回は強度の残差から推定した値であること、また、本研究とは違いShin et al.¹⁰⁾ではき裂の少ない試料を用いていることを指摘しておきたい。

Shin et al.¹⁰⁾では、三軸圧縮試験結果についても検討している。この三軸圧縮試験はモールの応力線図に応力円を描くと、その包絡線より(1)式の関係が得られることからわかるように、一面せん断試験と密接に結びついた試験である。しかしながら、三軸圧縮試験と一面せん断試験とは、山口・西松¹⁾が指摘するとおりに原理の異なる試験方法であり、試験結果のばらつきを定量的に議論することは簡単ではない。そこで、以下では定性的に三軸圧縮試験の結果と比較してみる。Shin et al.¹⁰⁾で、新第三紀の堆積岩(neogene sedimentary rocks)については、三軸圧縮強度の変動係数が、周圧の増加に伴い減少すると述べている。この結果は今回の一面せん断試験で得られた結果と矛盾しない。また、山口・大久保⁸⁾もこれと類似した結果を、稲田花崗岩で得ている。一方、三城目安山岩や田下凝灰岩では、三軸圧縮強度の変動係数が、周圧により変化しなかったとしている。周圧によって強度が上昇するが、それに比例して強度の標準偏差も大きくなったためである。これは、今回の一面せん断試験で得られた結果と異なる。これからみて、今回の結果は岩石ごとに異なる可能性があるため、今後の継続的な検討が必要とおもわれる。

4・4 局所安全率

鋼などの金属材料と比較して、岩石の強度は大きくばらつくので、設計には困難がきまとう。その一般論を本論文で論ずることは到底できないが、Okubo et al.¹⁵⁾が提案した局所安全率を用いて、ごく簡単に考察しておく。

(1)式と同じ形の破壊条件を仮定した場合の局所安全率は次式で与えられる。

$$S_f = \frac{\sigma_c \sigma_t}{\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c} = \frac{2c}{\sigma_1 \left(\sqrt{1 + \mu^2} - \mu \right) - \sigma_3 \left(\sqrt{1 + \mu^2} + \mu \right)} \dots\dots (9)$$

ただし、 σ_1 と σ_3 は、最大および最小主応力で、 σ_c と σ_t は、一軸圧縮強度および引張強度である。(9)式の局所安全率は、 c に比例する。3・2節での議論と同様に μ が回帰直線の傾きに等しいと仮定すれば、ある地圧(σ_1 と σ_3)が加わっている場合の S_f の変動係数は、 c の変動係数と同じになる。 $\Delta\tau$ が正規分布に従えば、 c と S_f も正規分布に従うことになる。

本稿では、一貫して μ のばらつきは考慮しなかったが、これは c のばらつきよりも小さいことが想定されたためである。例えばShin et al.¹⁰⁾では、安山岩、凝灰岩、砂岩、泥岩の c と μ の変

動係数は、それぞれ0.03～0.3および0.01～0.03と推定されている。 μ のばらつきも考慮した検討は今後の課題として残されている。

5. 結 論

本研究では、これまでの知見が少ないせん断強度のばらつきについて、一面せん断試験によって検討した。一面せん断試験で強度のばらつきを正確に論ずるには多くの試験片を要するので試験片の作成には工夫をした。すなわち、試験片をその直径より大きめの型枠にに入れて、型枠と試験片との間のすきまにモルタルを流し込んで固めた。こうすることにより、表面が滑らかで欠けのない多くの試験片を作成することができた。

一面せん断試験は、気乾状態と湿潤状態の試験片を用いておこない、ピーク強度と残留強度とをもとめた。なお、圧裂引張試験であらかじめ亀裂をつくった試験片でも試験をした。その結果、(2)式より計算されるせん断強度の残差 $\Delta\tau$ は、全ての試験条件下で、垂直応力と無関係であることがわかった。Fukui et al.⁹⁾は、三城目安山岩を使用して一面せん断試験をおこなったが、この場合にもせん断強度の残差は垂直応力と無関係であった。この知見は重要であり、 $\Delta\tau$ のばらつきから粘着力や任意の垂直応力下でのせん断強度のばらつきを推定することができ、また、ある応力状態のもとでの局所安全率のばらつきも推定できる可能性がある。赤色頁岩については、気乾状態における一面せん断試験での残留強度の回帰直線が、過去に提案されている亀裂を有する岩石の破壊条件や長期強度を表す曲線とほぼ一致することを示した。

周圧下での強度とせん断強度のばらつきに関する知見は少なく、本稿でも両者の関係については定性的に考察するにとどまった。データを蓄積して、両者の関係を詳細に調べることが今後の重要な課題である。また今回は、試験結果のばらつきにおよぼす層理面などの異方性の影響や、あらかじめ亀裂の入った試験片での湿潤状態での特性は検討しなかったため、今後検討する必要がある。

謝辞 曹興恵氏には、原稿作成に際してお世話になったので、ここに謝意を表する。

References

- 1) 山口梅太郎、西松裕一：岩石力学入門第3版、(東京大学出版会、東京、1991)、pp. 109-115, pp. 148-151.
- 2) 伊藤洋、新孝一：地盤物性値のばらつきとその影響評価—原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性—、電力中央研究所報告 U87058、(電力中央研究所、我孫子、1988)。
- 3) U. Yamaguchi: Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **7** (1970), 209-227.
- 4) O. Sano, Y. Kudo, K. Furukawa and K. Nakagawa: Journal of Japan Society of Civil Engineers, **388** (1987), 141-150.
- 5) Y. Kudo, O. Sano, K. Furukawa and K. Nakagawa: Journal of Japan Society of Civil Engineers, **400** (1988), 233-241.
- 6) S. Okubo and S. Chu: Journal of MMIJ, **110** (1994), 533-538.
- 7) S. Chu, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **111** (1995), 231-237.
- 8) T. Yamaguchi and S. Okubo: Journal of MMIJ, **116** (2000), 623-629.
- 9) F. Fukui, S. Okubo and A. Ogawa: Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **41** (2004), 1215-1219.
- 10) K. Shin, S. Okubo, K. Fukui and K. Hashiba: Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **42** (2005), 251-260.
- 11) N. Barton: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **13** (1976), 255-279.
- 12) N. Barton: J. Rock Mech. Geotech. Engng, **5** (2013), 249-261.
- 13) S. Okubo, K. Fukui and K. Shin: Journal of MMIJ, **115** (1999), 213-218.
- 14) S. Okubo, K. Hashiba and K. Fukui: Journal of MMIJ, **129** (2013), 635-641.
- 15) S. Okubo, K. Fukui and Y. Nishimatsu: Rock Mech. Rock Engng., **30** (1997), 223-227.